

MODELAÇÃO DE PILARES OCOS DE BETÃO ARMADO E INFLUÊNCIA DOS EFEITOS DE CORTE NA RESPOSTA NUMÉRICA

Nelson Vila Pouca¹, António Arêde¹, André Monteiro¹, Pedro Delgado², Aníbal
Costa³ e Raimundo Delgado¹

1: Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
e-mail: nelsonvp@fe.up.pt

2: Departamento de Ciências de Engenharia e Tecnologia
Instituto Politécnico de Viana do Castelo

3: Departamento de Engenharia Civil
Universidade de Aveiro

Palavras-chave: Esforço Transverso, Pilares ocos de betão armado, Modelo de Dano, Comportamento cíclico não-linear.

Resumo. *O comportamento cíclico de pilares de pontes de betão armado é reconhecidamente influenciado pelo corte. Isso é particularmente visível em pilares ocos onde, frequentemente, o mecanismo de deformação e rotura é dominado pelo esforço transverso. Dado que os códigos de dimensionamento são geralmente conservativos na avaliação desses efeitos este trabalho pretende apresentar a influência do corte na resposta numérica de pilares ocos, bem como discutir estratégias de modelação adequadas para o traduzir correctamente.*

Para o efeito, os estudos desenvolvidos basearam-se em modelações efectuadas com elementos finitos volumétricos e de barra, representativos do betão e armaduras, respectivamente. O comportamento do betão foi caracterizado de acordo com um modelo de dano que assume a determinação do estado de tensão feita no espaço das direcções principais, à custa de duas variáveis escalares e independentes representativas do dano acumulado em tracção e em compressão. Já o aço foi simulado de acordo com as definições da modelação de Menegotto-Pinto.

Os modelos em causa foram calibrados com informação experimental obtida de testes realizados no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) sobre provetes “à escala”. As análises numéricas foram efectuadas no programa de cálculo estrutural CAST3M.

1. INTRODUÇÃO

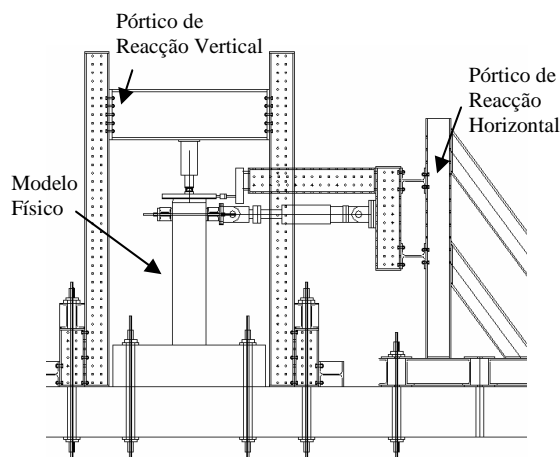
De entre as várias catástrofes que a história já registou, os sismos assumem um lugar de destaque como sendo dos mais nefastos, não só pelas mortes usualmente registadas mas

também pelos prejuízos que causam. Com efeito, a gravidade dos efeitos materiais de um sismo tem de ser entendida não só a partir de parâmetros objectivos e mecanicamente medidos, como a intensidade do mesmo, mas também como função da importância socioeconómica das infra-estruturas afectadas. Assim, é de salientar que apesar da necessidade veemente de manter os acessos transitáveis em caso de emergências, tem havido sismos a mostrar que o desempenho de pontes e viadutos quando solicitadas a sismos elevados fica aquém do desejável.

Foi nesse contexto que surgiu a iniciativa de equipas do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), que visa promover a compreensão dos vários fenómenos envolvidos na resposta dada pelas estruturas a acções dinâmicas e, particularmente, de cariz sísmico. Entre outras tarefas, essa iniciativa incluiu uma campanha de ensaios cíclicos sobre provetes em escala reduzida representativos de pilares ocos de pontes que se procurou modelar adequadamente, tendo como objectivo a obtenção de resultados que possibilitassem discutir as questões inerentes ao fenómeno do corte e sua influência no comportamento de pilares ocos. Nesse sentido foi usado o programa de análise estrutural CAST3M [1] para construção de modelos numéricos em elementos finitos apoiada em técnicas baseadas em leis constitutivas.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

Com o contexto exposto anteriormente, foi preparado um setup experimental próprio para realização dos ensaios cíclicos referidos. Essencialmente consiste em dois actuadores hidráulicos ortogonais independentes (para carga vertical e horizontal) aliados a pórticos rígidos de estrutura metálica capazes de absorver as reacções inerentes ao nível dos carregamentos a que os pilares foram sujeitos, conforme ilustrado na figura 1.



a) "Layout" esquemático



b) Vista geral do setup

Figura 1 – Setup experimental

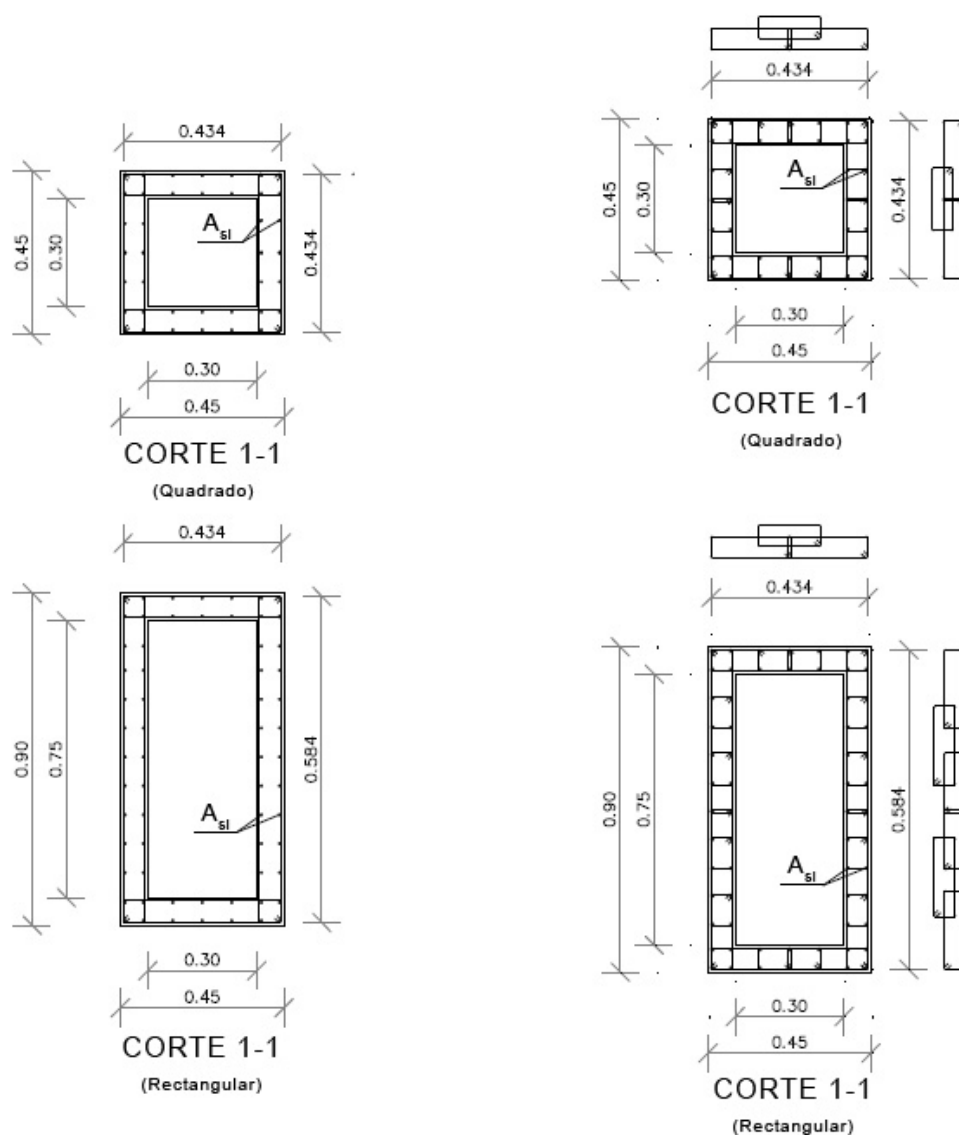
Como é visível na figura 1 a) o sistema de ensaio foi ancorado à laje rígida do laboratório, por intermédio de varões pré-esforçados. Estabelecido o mesmo, são aplicados deslocamentos cíclicos horizontais através do actuador horizontal na extremidade do pilar, para materialização dos níveis de *drift* pretendidos. É, também, de referir que a acção vertical que o tabuleiro exerce nos pilares foi simulada à custa de uma carga vertical de valor 250 kN, mantida constante ao longo dos ensaios. O registo de resultados é efectuado a partir da instrumentação inerente ao setup de ensaio. Essa consiste num conjunto de transdutores de deslocamento (LVDT's) e células de carga. O sistema de aquisição de dados funciona numa interface desenvolvida na plataforma LabVIEW [2].

O leque de provetes ensaiados foi bastante abrangente (embora com mesma armadura longitudinal para tipo de pilar quadrado e rectangular), sendo que, no âmbito deste artigo, apenas se abordam alguns, resumidos no quadro 1:

Pilares Quadrados		Pilares Rectangulares	
PO1 – N4 – E1	Estribo simples	PO2 – N4 – E1	Estribo simples
PO1 – N5 – E1	Estribo tipo EC8	PO2 – N5 – E1	Estribo tipo EC8
PO1 – N6 – E1	Estribo tipo EC8 (x2)	PO2 – N6 – E1	Estribo tipo EC8 (x2)

Quadro 1 – Série experimental

A lógica inerente à nomenclatura do conjunto de pilares escolhidos prendeu-se com a geometria dos mesmos e com o tipo de armadura transversal a eles associada. Dessa forma, os pilares PO1 dizem respeito a elementos com secção transversal oca quadrada, enquanto os pilares PO2 se reportam a elementos com secção transversal oca rectangular. Analogamente, as parcelas N4, N5 e N6 representam armaduras transversais diferentes, nomeadamente em quantidade e pormenorização. Assim, os estribos dos pilares N4 têm apenas dois ramos, associados às faces interior e exterior de cada banzo e alma. Já os pilares N5 têm a mesma quantidade de armadura dos anteriores, com uma pormenorização mais detalhada, pensada segundo as recomendações do EC8. Por fim, os pilares N6 apresentam o mesmo tipo de armadura transversal dos pilares N5, com um nível duplo da quantidade de armadura. Refira-se ainda que devido ao efeito de escala, que exigia um diâmetro bastante pequeno para o aço transversal, foram utilizados arames lisos em detrimento de varões rugosos. Estas relações, e outras dimensões inerentes aos modelos físicos ensaiados estão ilustradas na figura 2.



a) Estribo tipo Simples (N4)

b) Estribo tipo EC8 (N5 e N6)

Figura 2 – Secções transversais ocas e pormenorização das armaduras transversais

Relativamente aos materiais betão e aço constituintes dos modelos físicos, apresentam-se brevemente no quadro 2 os valores que os caracterizam. Estas e outras questões estão criteriosamente detalhadas no trabalho de Delgado [3].

Betão	
$f_{cm, cub}$	35.7 MPa
$f_{cm, cil}$	28.5 MPa

Aço – A _{sl} (A500)	
E_{sl}	200 GPa
f_{sy}	560 MPa
f_{su}	670 MPa
Quantidade (quadrados):	40 $\Phi 8$
Quantidade (rectangulares):	64 $\Phi 8$

Aço - A _{st} (A400)	
E_{sw}	190 GPa
f_{swy}	443 MPa
f_{swu}	505 MPa
Quantidade (quadrados):	21 $\Phi 2.6 // 0.075$
Quantidade (rectangulares):	21 $\Phi 2.6 // 0.075$

Quadro 2 – Características materiais

3. TÉCNICAS NUMÉRICAS

Dado o nível de detalhe pretendido para as respostas numéricas, que visavam obter uma boa concordância com as experimentais, permitindo analisar os vários fenómenos envolvidos no comportamento cíclico dos pilares ocos, adoptaram-se malhas tridimensionais com elementos finitos volumétricos e de barra para representação de betão e armaduras, respectivamente. Dessa forma, a resolução do problema associado ao carregamento alternado fica inerente à adopção de modelos capazes de descrever o comportamento não-linear dos materiais constituintes dos pilares, no caso, betão e aço. Os modelos escolhidos no presente caso foram o Modelo de Dano Contínuo [4], [5] e o Modelo de Menegotto-Pinto [6] para betão e aço, respectivamente.

3.1 Modelo de Dano Contínuo

O Modelo de Dano Contínuo usado no âmbito deste trabalho foi inicialmente desenvolvido de raiz por Faria com vista à caracterização do comportamento não-linear de betão em massa, nomeadamente em barragens, posteriormente aplicado por Vila-Pouca [7] com bons resultados para análise do comportamento sísmico de elementos laminares de betão armado e encontra-se, de momento, implementado no programa de análise estrutural CAST3M [1].

Essencialmente este modelo baseia-se na Mecânica do Dano Contínuo para determinar o

estado de tensão de um dado ponto à custa de duas variáveis de dano escalares e independentes, que traduzem o comportamento não-linear associado à contínua degradação do betão. O modelo introduz o conceito de tensão efectiva $\bar{\sigma}$, que é decomposta no espaço das direcções principais, onde a contribuição dos mecanismos responsáveis pelo aparecimento de tracções é identificada com o símbolo “+”, e a dos responsáveis pelo aparecimento de compressões por “-”. Desse modo, o modelo permite a caracterização do estado de tensão da seguinte forma:

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \quad (1)$$

O comportamento do betão e, conseqüentemente, a não-linearidade que esse assume ficam assim associados à expansão das superfícies onde ocorre dano d^+ e d^- . A referida expansão é controlada independentemente para a compressão e tracção, nomeadamente através das leis de evolução das variáveis de dano, definidas de acordo com funções monótonas crescentes, relativas ao comportamento uniaxial em tracção e compressão, estabelecidas de modo a cumprirem-se os requisitos termodinâmicos associados a uma degradação material irreversível, caracterizados pela expressão:

$$0 \leq (d^+, d^-) \leq 1 \quad (2)$$

As leis de evolução implementadas em CAST3M e que serão aqui consideradas, encontram-se traduzidas nas equações (3) e (4), onde r^+ e r^- são características materiais (limiares de dano) de valores iniciais r_0^+ e r_0^- , associados às tensões f_0^+ e f_0^- , que em ensaios uniaxiais caracterizam o início da degradação do betão em tracção e compressão.

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{\bar{\tau}^+} \cdot e^{A^+ \left(1 - \frac{\bar{\tau}^+}{r_0^+} \right)} \quad , \text{ para } \bar{\tau}^+ \geq r_0^+ \quad (3)$$

$$d^- = 1 - \frac{r_0^-}{\bar{\tau}^-} \cdot (1 - A^-) - A^- \cdot e^{B^- \cdot \left(1 - \frac{\bar{\tau}^-}{r_0^-} \right)} \quad , \text{ para } \bar{\tau}^- \geq r_0^- \quad (4)$$

Nestas equações os parâmetros $\bar{\tau}^+$ e $\bar{\tau}^-$ são tensões equivalentes calculadas a partir das deformações enquanto que os parâmetros A^+ (relacionado com energia de fractura), A^- e B^- referem-se a condições adicionais para determinação das curvas pretendidas. Refira-se, também, que dada a natureza muito própria destas leis, a calibração do comportamento do betão (e, nomeadamente, do confinamento) de acordo com a informação experimental

envolve a comparação com curvas uniaxiais monotónicas disponíveis na bibliografia. Neste estudo foram usadas as relações de Kent e Park [8] e Park et al.[9].

3.2 Modelo de Menegotto-Pinto

A simulação do comportamento cíclico das armaduras fica sujeita à atribuição de leis constitutivas adequadas aos elementos de barra previamente definidos. No presente caso o comportamento do aço foi modelado de acordo com as premissas de Menegotto-Pinto, que se encontram implementadas no software CAST3M.

Para carregamentos monotónicos o comportamento do aço macio corrente, já plenamente conhecido, pode ser brevemente descrito como linear elástico até uma determinada extensão ε_{sy} , onde o mesmo entra em patamar de cedência. Esse patamar prolonga-se até um valor ε_{sh} onde se inicia um processo de endurecimento do aço, que consegue acumular aumentos de tensão progressivamente menores até um nível de extensão última ε_{su} . Quando solicitado por cargas cíclicas, o aço mostra um comportamento histerético associado a grande dissipação de energia localizada, nomeadamente, nas fases de descarga/recarga, por degradação de rigidez (efeito de Bauschinger). Com base nas considerações referidas o modelo descrito apresenta o comportamento esquematicamente representado na figura 3:

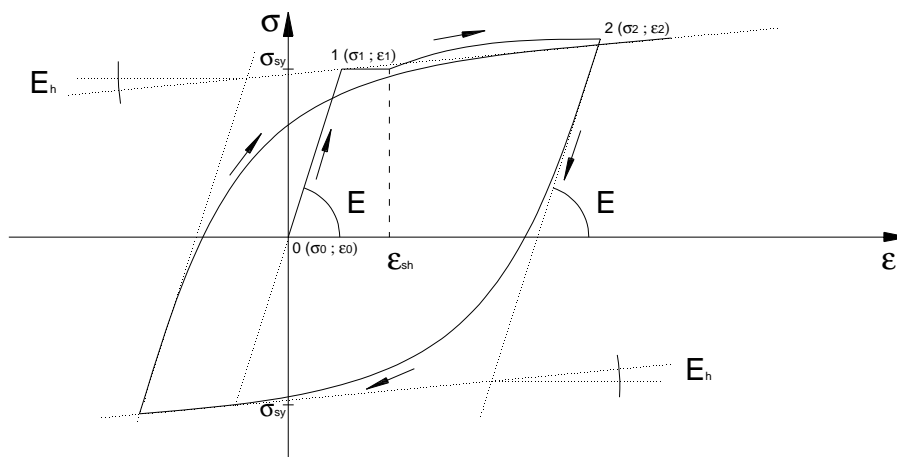


Figura 3 – Comportamento cíclico do aço

4. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO

4.1 Geometria e Condições Fronteira

Como já anteriormente referido, a construção dos modelos numéricos foi feita no software de análise estrutural CAST3M, utilizando malhas de elementos finitos

volumétricos de oito nós (elementos CUB8) para simulação do betão e elementos de barra de comportamento uniaxial para simulação das armaduras. Dessa forma, a definição das referidas malhas respeitando as dimensões físicas dos provetes, como por exemplo a pequena camada de recobrimento, e mesmo observando ao nível de detalhe pretendido para as análises traduziu-se numa densidade das mesmas relativamente alta. Houve, então, necessidade de prever algumas simplificações do modelo que melhorassem a eficiência do cálculo e permitissem a obtenção de resultados num espaço temporal razoável. Dada a simetria que observa aos dois tipos de pilares apenas foram modeladas numericamente metades de cada um, sendo que o plano de divisão e simetria dos mesmos coincide com o plano definido pela direcção de aplicação da carga (menor inércia, quando aplicável) e pelo eixo longitudinal das peças. Ainda de acordo com a referida simplificação, foram introduzidas condições fronteira nos nós das superfícies pertencentes ao plano de simetria atrás mencionado, correspondentes à restrição de deslocamentos na direcção perpendicular ao mesmo. A figura 4 resume o descrito.

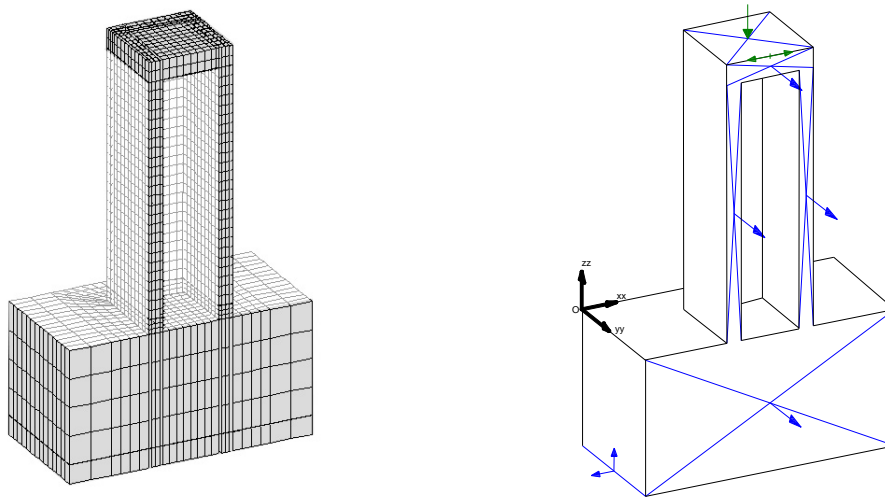


Figura 4 – Malha de elementos finitos e condições fronteira

Outras simplificações foram também admitidas, como a consideração de comportamento elástico na fundação e no topo do pilar, uma vez que os fenómenos não-lineares mais importantes e cujo impacto na resposta numérica importa avaliar se localizam nos banzos e essencialmente nas almas dos pilares ocos.

A compatibilização da existência de diferentes materiais nos modelos físicos dos pilares ocos pressupõe que a interface entre os mesmos seja simulada de forma adequada. No presente caso, essa depende directamente do nível de detalhe da discretização, uma vez que ao invés do verificado na realidade (em que a solidarização entre aço e betão é dada pelas forças de aderência que se desenvolvem entre os mesmos) no modelo de elementos finitos em causa essa interface é materializada por compatibilização de deformações nos nós das malhas. Dessa forma, a contribuição das armaduras no comportamento global do

betão armado depende de uma adequada escolha dos nós de amarração das primeiras na malha de elementos finitos. Tirando partido da apertada pormenorização do modelo, as armaduras longitudinais foram amarradas em todos os nós consecutivos na direcção OZ e colocados na posição respectiva dentro da secção. Já relativamente às armaduras transversais, que consistiam em arames lisos, a sua amarração foi definida apenas nos nós de vértice dos respectivos laços (e nos vértices do núcleo de betão definido pela intersecção de banzo e alma), de modo a traduzir a frágil interligação existente entre os dois materiais motivada pela fraca aderência mobilizada nos referidos arames lisos. A figura 5 exemplifica o processo descrito, para o caso de pilares rectangulares com armadura do tipo simples.

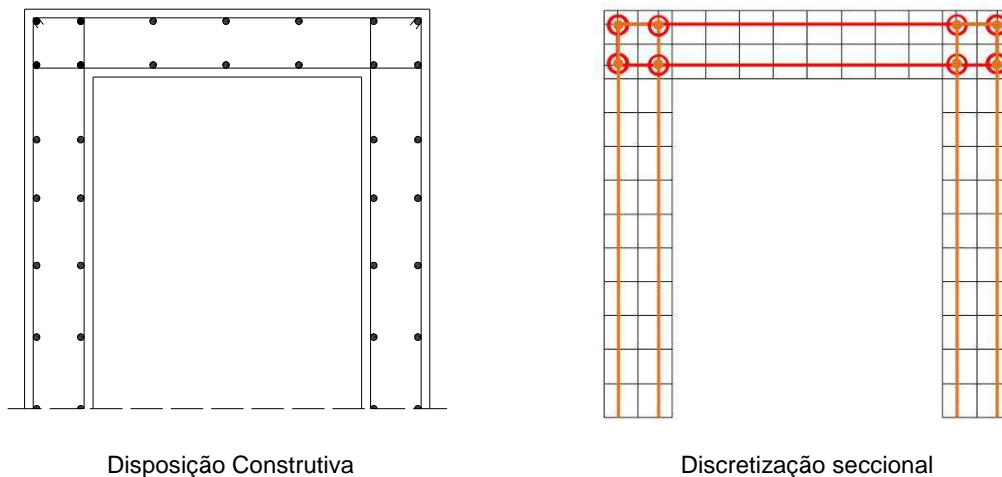


Figura 5 – Secções transversais, real e numérica, de pilar oco rectangular

4.2 Leis Constitutivas

Relativamente às características materiais, foram calibradas de acordo com a informação experimental existente e já anteriormente apresentada, pelo que apenas se apresentam algumas particularidades relativas à definição das leis relativas ao betão, pelas particularidades inerentes.

-Betão:

A definição do comportamento material a adoptar no betão ficou dependente da adopção de uma forma típica para a respectiva curva constitutiva, uma vez que a informação experimental não permitia o conhecimento perfeito da mesma. Como já referido, no presente caso foram adoptadas as de Kent e Park [8] e Park *et al* [9].

Foram ainda definidos dois tipos de curva constitutiva com o objectivo de simular adequadamente zonas que, por força das diferentes condições de confinamento, apresentassem resistência de pico e ductilidade diferentes (figuras 6 e 7).

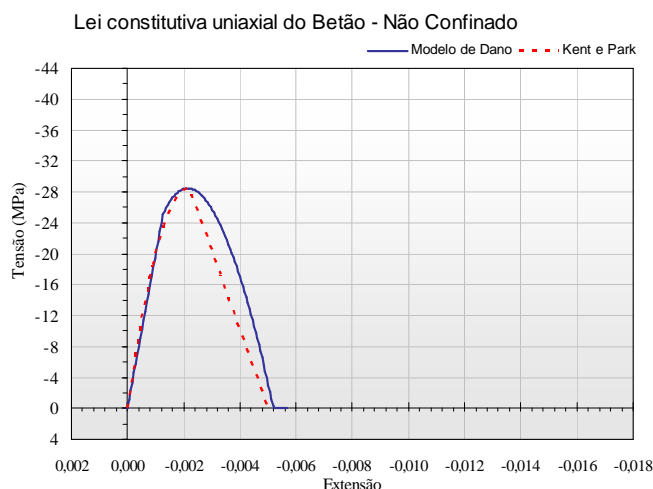


Figura 6 – Calibração de lei constitutiva para betões não confinados

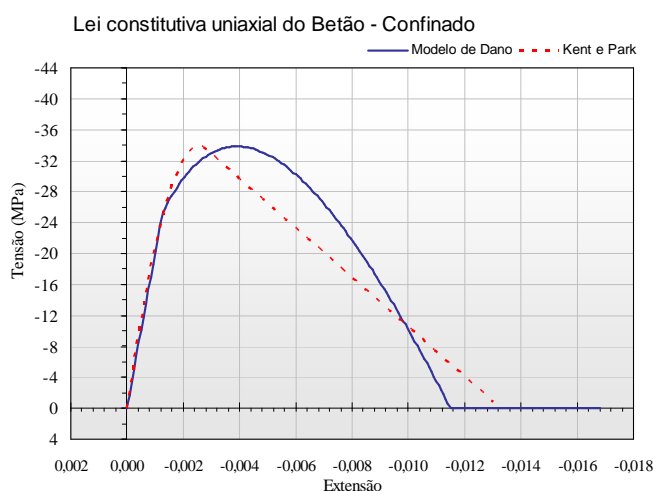
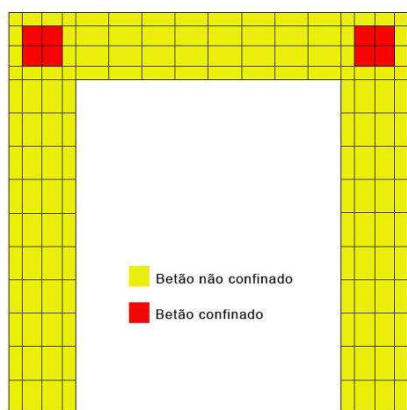
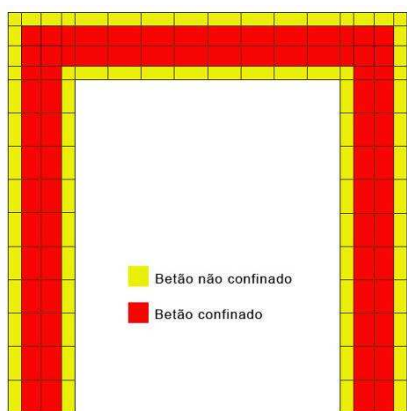


Figura 7 – Calibração de lei constitutiva para betões confinados

A atribuição das referidas curvas às malhas de betão foi feita de forma ponderada, tendo em conta as condições de execução do ensaio e a disposição de armadura transversal capaz de mobilizar confinamento nas mesmas. Assim, para os pilares com estribos simples (N4) apenas foram consideradas confinadas as zonas de intersecção de alma e banzo, enquanto que no caso dos pilares com estribo tipo EC8, dada a melhor pormenorização da armadura transversal no desenvolvimento das paredes do pilar, foi considerado confinamento em toda uma faixa interna ao pilar. A figura 8 pretende ilustrar o descrito, encontrando-se representadas a cor vermelha as zonas onde foi atribuído o comportamento confinado e a amarelo as zonas consideradas não confinadas.



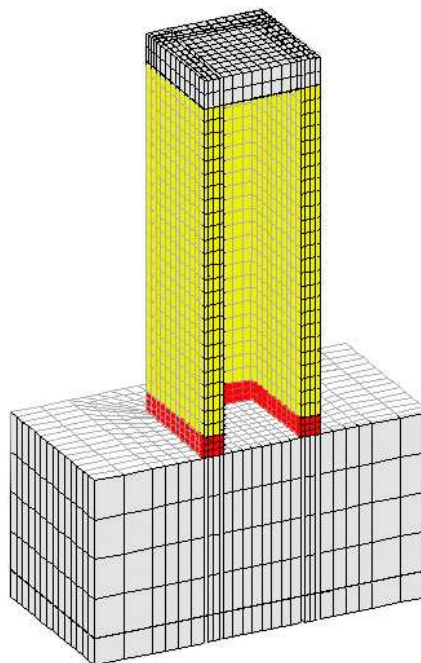
Discretização seccional – Estribo Simples



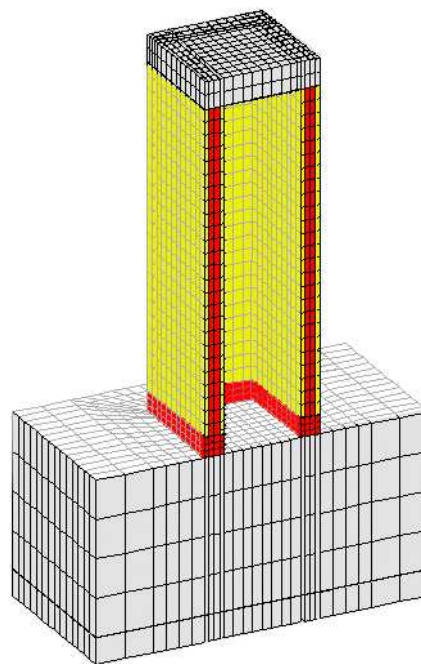
Discretização seccional – Estribo tipo EC8



Discretização seccional – Zona junto à base



Malha 3D – Estribo Simples



Malha 3D – Estribo tipo EC8

Figura 8 – Confinamento do betão nas malhas de elementos finitos

Refira-se que a existência de uma camada de betão de características confinadas junto à sapata se prende com a necessidade de controlar o aparecimento de efeitos locais que o comportamento linear elástico da mesma possa provocar. Relativamente à tracção, foi adoptado um comportamento com resistência máxima de 1,2 MPa e decaimento exponencial, de acordo com a lei de evolução da expressão (3).

5. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

A análise dos resultados obtidos a partir dos modelos construídos com a estratégia descrita exigiu a devida validação experimental. Dessa forma, apresentam-se curvas Força – Deslocamento (medidas no topo do pilar) relativas aos resultados numéricos em comparação directa com os experimentais, bem como os limites de capacidade em flexão e corte, tal como calculados por Delgado [3]. Paralelamente foram analisados outros parâmetros numéricos como deformadas (ampliadas), direcção das tensões principais e outros e comparados com registos fotográficos dos pilares reais respectivos. Salienta-se também o facto de as simulações só terem contemplado solicitações de deslocamento máximo até 25-27mm, enquanto que os ensaios experimentais continuaram até cerca de 45mm. A respeito deste artigo serão apresentados resultados para os pilares PO1-N4-E1, PO2-N4-E1, PO2-N5-E1 e PO2-N6-E1, estando as mesmas e outras análises detalhadas em Monteiro [10].

-PO1-N4-E1:

O pilar PO1-N4-E1 é o primeiro da série dos quadrados, tendo a armadura transversal pormenorizada da forma simples anteriormente apresentada. Dessa forma, tal como verificado no ensaio experimental, as simulações numéricas mostraram clara influência dos fenómenos de corte, captando razoavelmente os níveis de força envolvidos. Veja-se na figura 9, para o ciclo de 21 mm, um decaimento brusco na força mobilizada no topo do pilar, provocado por fenómenos locais de esmagamento do betão por compressão junto à fundação (motivados pela acumulação fictícia de tensões junto à base, fruto da consideração de comportamento linear elástico da fundação e, por consequência, irrelevantes para a análise dos efeitos de corte).

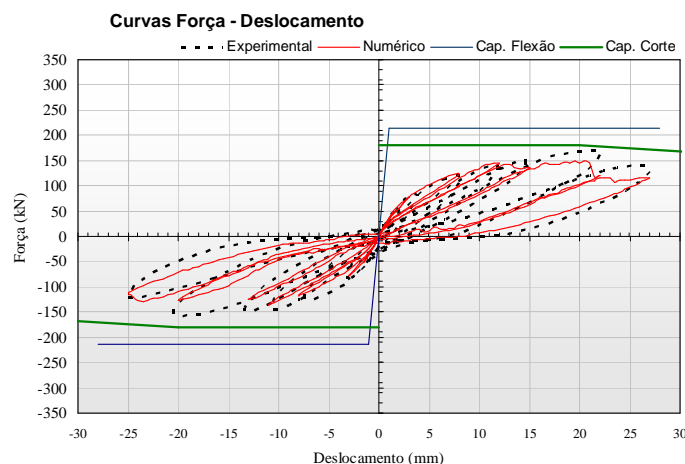


Figura 9 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para o pilar PO1-N4-E1

Não obstante, a evolução do comportamento do pilar capta bem os efeitos de corte, veja-se as deformadas apresentadas na figura 10, onde aparecem distorções na alma do pilar (cujos limites são ilustrativamente representados pelas linhas a ponteados preto), um pouco concentradas em certas zonas, inicialmente, mas que na rotura assumem proporções consideráveis, distribuídas por toda a alma.

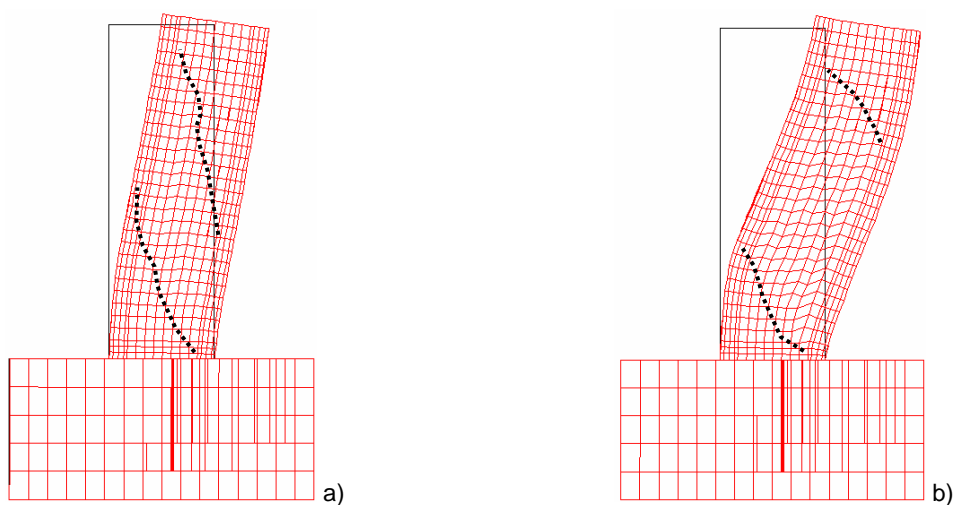


Figura 10 – Deformadas - deslocamento de 12mm (a) e 22mm (b)

Essa evolução é, também, visível nos mapas das direcções principais (figura 11), que ilustram uma materialização do mecanismo de escora e tirante, tanto mais detalhado quanto maior o drift aplicado ao pilar.

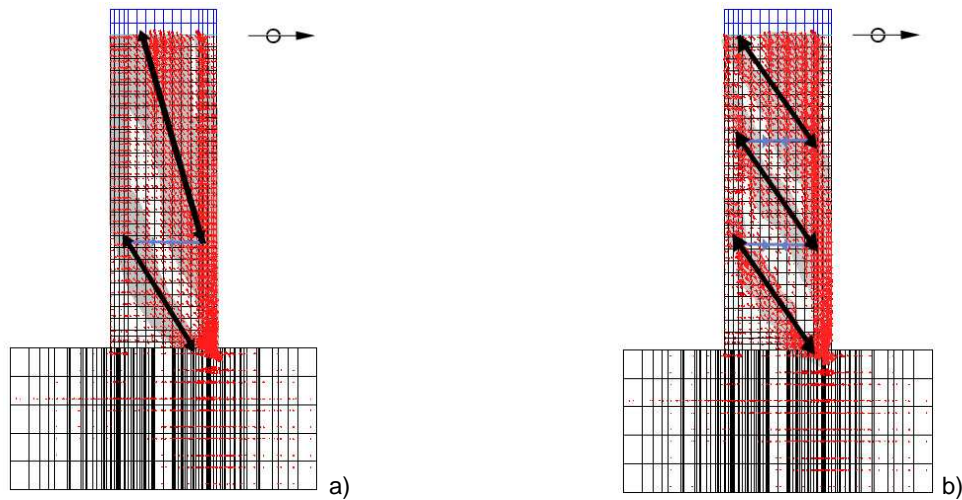


Figura 11 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 12mm (a) e 22mm (b)

Por outro lado, a entrada em cedência generalizada das armaduras transversais da alma (figura 12) mostra claramente a elevada exigência de corte a que o pilar é sujeito, explicativa das muitas fissuras que apareceram no ensaio experimental (figura 13).

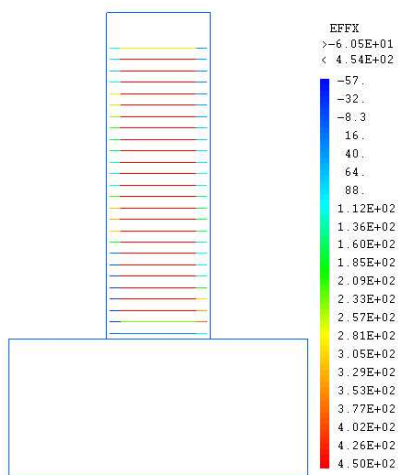


Figura 12 – Tensões na armadura transversal - ciclo de 22mm



Figura 13 – Danos em alma do pilar PO1-N4-E1 – ciclo de 30mm

-PO2-N4-E1:

O pilar PO2-N4-E1 apresenta sensivelmente a mesma capacidade de corte, embora associada a uma capacidade de flexão bastante superior (figura 14).

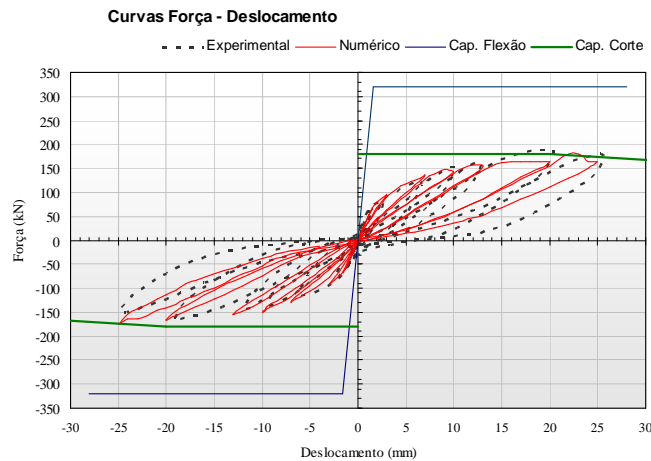


Figura 14 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N4-E1

Por esse motivo não surpreende que a resposta tenha sido novamente dominada pelo corte, com sintomas perfeitamente semelhantes: elevadas distorções na deformada da alma (figura 15), cedência generalizada das armaduras transversais (figura 16) e fissuração avançada nas almas (figuras 17 e 18).

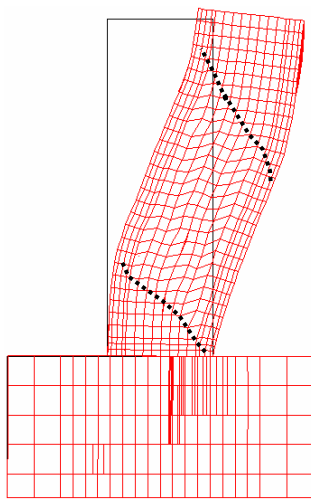


Figura 15 – Deformada - deslocamento de 20mm

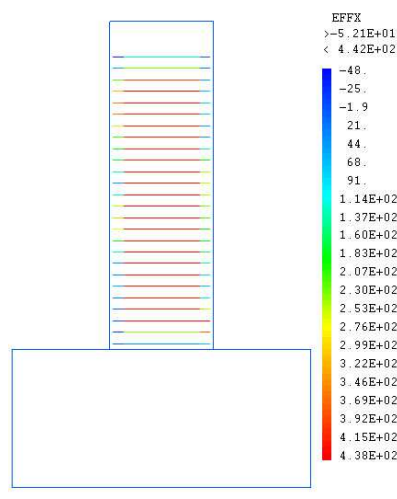


Figura 16 – Tensões na armadura transversal – 20mm

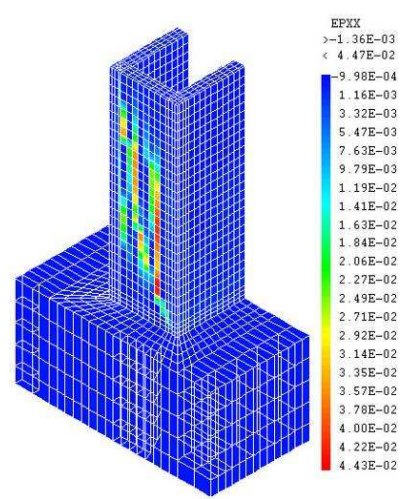


Figura 17 – Deformações na direcção de carregamento – 20mm

Por outro lado, a influência em flexão foi ainda inferior à verificada no congénere quadrado, que inclusivé provocou um início de esmagamento por compressão na base, uma vez que o dano em compressão foi pequeno (figura 18) e as armaduras longitudinais se apresentaram ainda sem plastificação (figura 19).

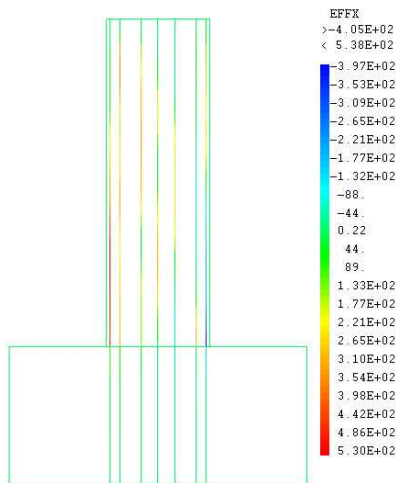


Figura 18 – Tensões na armadura longitudinal – 20mm

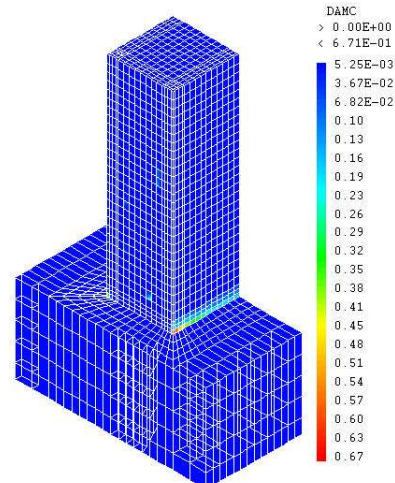


Figura 19 – Mapa de dano em compressão – ciclo de 20mm

-PO2-N5-E1:

O pilar PO2-N5-E1 é muito semelhante ao N4, no sentido de que as capacidades resistentes ao corte e flexão são idênticas. No entanto, a pormenorização da armadura transversal é mais completa, permitindo um controle da deformabilidade da alma mais apertado. Ao nível das forças máximas captadas, os resultados experimentais não mostram grandes diferenças entre este pilar e o anterior (figura 20). Contudo, contrariamente ao verificado no cálculo do pilar PO2-N4-E1 (em que no ciclo de 20mm, onde se atinge a força experimental máxima, a simulação parece ressentir-se da cedência precoce e generalizada das armaduras transversais e entrar em patamar num nível ligeiramente inferior ao expectável) a resposta numérica deste pilar mostrou uma maior capacidade de atingir os níveis de força registados experimentalmente. Admite-se que isso se deva à forma de modelação dos estribos em cada um dos casos. Nos pilares N4, esses foram modelados sem qualquer ligação aos nós da alma da malha de elementos finitos, apenas amarrados na intersecção da anterior com os banzos. Relativamente aos pilares N5 (e N6, por consequência), a amarração foi feita em todos os pontos onde havia dobras de estribo, pelo que as almas desses pilares apresentaram uma certa coesão, em termos numéricos, que não havia nos primeiros. Dessa forma, a cedência precoce dos estribos dos pilares N4 não acontece tão cedo, ou pelo menos de forma tão generalizada, nos estribos dos pilares N5 (e N6) o que permite ao modelo numérico captar uma força ligeiramente maior (e mais próxima da real) nesses casos.

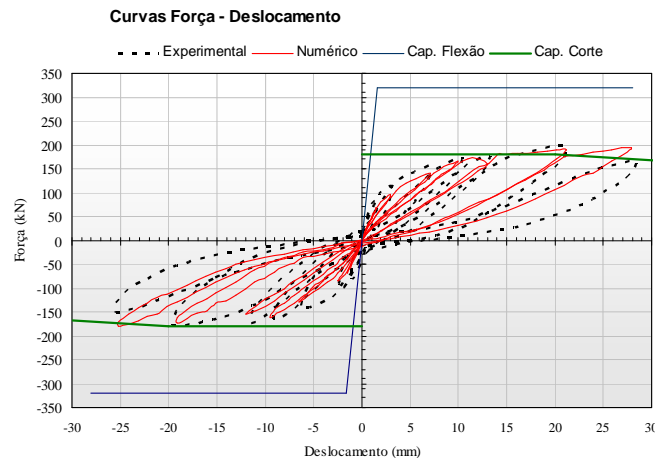


Figura 20 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N5-E1

O descrito anteriormente pode observar-se na figura 21, novamente revelando a forte influência do esforço transversal na resposta dos pilares ocos, onde a cedência das armaduras transversais para o ciclo de deslocamento máximo, apesar de claramente atingida, não está tão generalizada pela globalidade da alma como no caso dos pilares N4. Por outro lado, o controle mais apertado da deformabilidade em corte permitiu ao modelo numérico mobilizar uma maior componente de flexão, como se pode ver pela figura 22, onde algumas armaduras longitudinais já entraram em cedência.

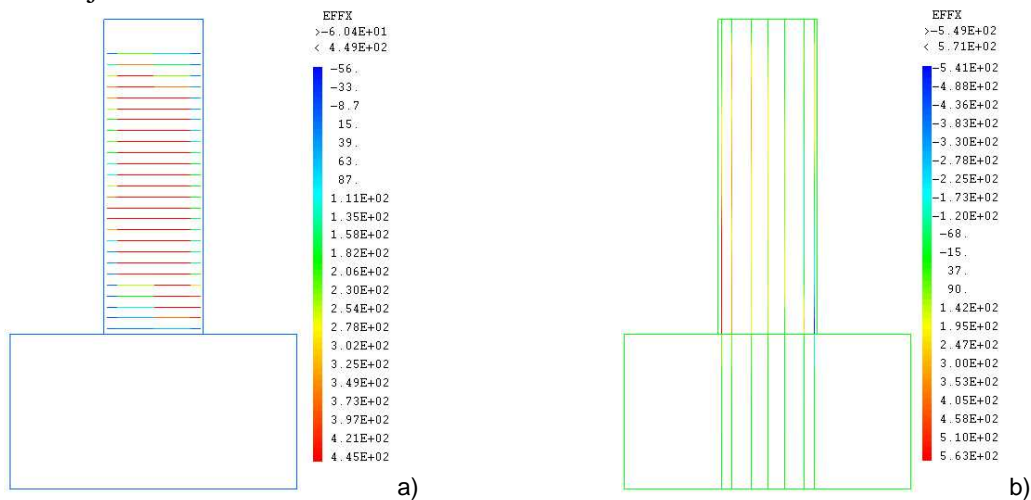


Figura 21– Tensões na armadura transversal - 21mm

Figura 22– Tensões na armadura longitudinal - 21mm

-PO2-N6-E1:

O pilar PO2-N6-E1 é o pilar com maior capacidade resistente de todos os ensaiados, conjugando a elevada resistência à flexão dada pela maior área de betão dos banzos e pelo maior número de varões de armadura longitudinal com a forte resistência ao corte dada pela

pormenorização detalhada do tipo EC8 e uma quantidade dupla de armadura transversal. Não surpreende, portanto, que a força máxima registada no topo do pilar seja a maior dos casos em estudo, facto que é satisfatoriamente captado pela resposta do modelo numérico (figura 22).

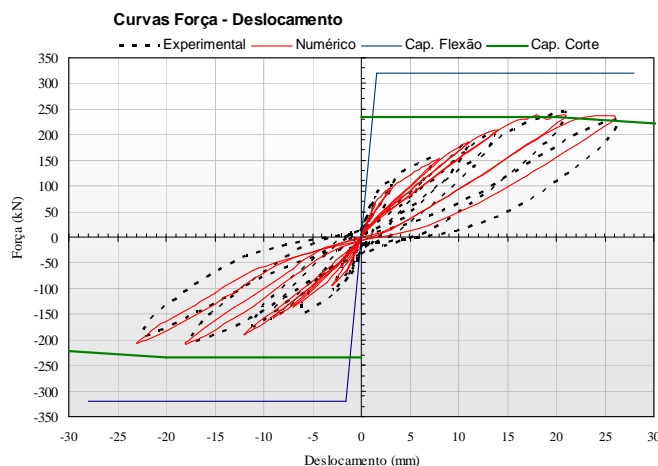


Figura 23 – Comparação Experimental vs Numérico (Força – Deslocamento) para pilar PO2-N6-E1

O comportamento numérico assumido por este pilar mostrou a influência quer do corte quer da flexão. Com efeito, as distorções na deformada da alma já são algo visíveis para o ciclo de 21mm (figura 24), muito embora associadas a fenómenos de corte ainda não determinantes, como se pode ver pelo mapa ilustrativo da direcção das tensões principais de compressão, na figura 25. Por outro lado, é possível observar dano considerável em compressão, junto à fundação (figura 26), associado à concentração de deformações na armadura longitudinal da mesma zona, questões indicativas do início da formação de rótula plástica (figura 27).

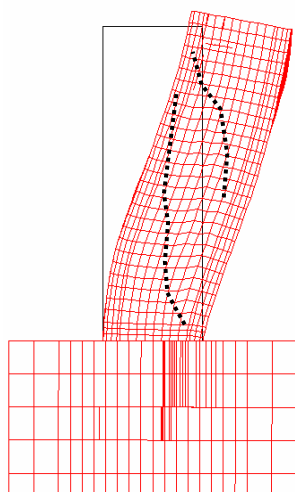


Figura 24 – Deformada - deslocamento de 21mm

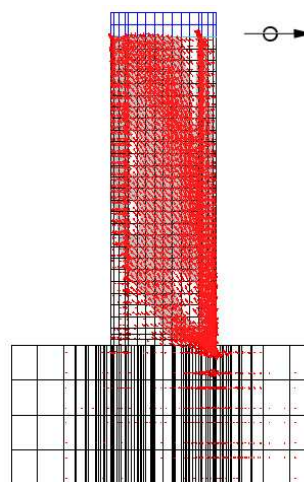


Figura 25 – Direcção das tensões principais de compressão - ciclo de 26mm

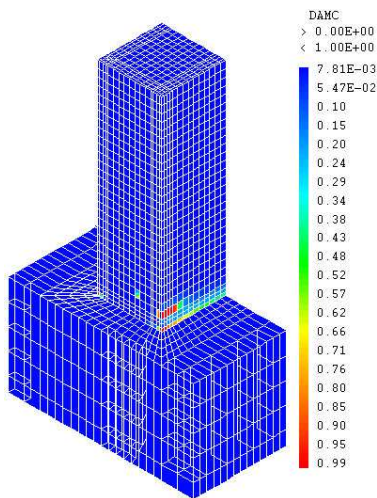


Figura 26 – Mapa de dano em compressão – ciclo de 26mm

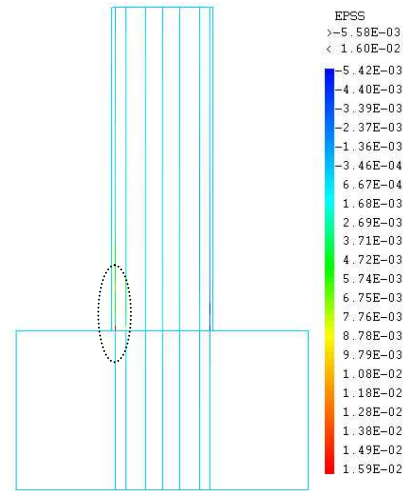


Figura 27 – Deformações na armadura longitudinal - ciclo de 26mm

6. CONCLUSÕES

Das análises efectuadas ressalta a boa capacidade que o modelo tem para simular este tipo de ensaios. Com efeito, na generalidade dos casos o comportamento cíclico dos pilares ocos modelados foi captado satisfatoriamente, salientando-se a proximidade entre os resultados numéricos e experimentais no que à força máxima no topo do pilar e ductilidades diz respeito, o que também atesta a adequabilidade da estratégia de modelação adoptada. Ainda assim, contudo, sentiram-se algumas fragilidades nas zonas dos banzos junto à sapata, onde as compressões eram maiores, devido à consideração de regime linear elástico na última, situação que provocou o aparecimento de fenómenos locais de esmagamento por compressão que não respeitam adequadamente a realidade. Adicionalmente, os resultados numéricos dos pilares N4 mostraram uma força máxima no topo do pilar um pouco inferior à registada experimentalmente, facto que não aconteceu nos modelos dos N5. Como foi apresentado, admite-se que tal seja devido à forma de modelação dos estribos da alma, amarrados somente nos dois núcleos de intersecção de banzos e almas, para ter em conta a fraca aderência betão-armadura inerente às armaduras lisas. Essa solução simulou, eventualmente, uma alma mais deformável do que o que acontece na realidade, provocando uma alteração na relação entre mecanismos de flexão e de corte que levou à plastificação precoce dos estribos e aí diminuindo grandemente a capacidade de mobilizar uma força ligeiramente maior no ciclo correspondente à força de pico. Essa ideia parece sair reforçada quando observados os resultados para os pilares N5, cujas almas estavam mais eficazmente armadas e que se mostraram mais capazes de atingir os níveis de força registados experimentalmente, para idênticas capacidades de corte e flexão. Eventualmente o recurso a modelações com uma amarração mais cuidada das armaduras transversais na malha de elementos finitos de betão, capaz de retratar a aderência betão - armaduras lisas, seria o suficiente para ajustar a

deformabilidade das almas e a relação entre os mecanismos de corte e flexão, de forma a conseguir aproveitar melhor a resistência dos estribos numa fase do carregamento em que essa é determinante para atingir as forças de pico dos ensaios experimentais.

REFERÊNCIAS

- [1] Pasquet, P. (2003). *Manuel d'utilisation de Cast3m*. Commissariat à l'Énergie Atomique, www.cast3m.cea.fr.
- [2] <http://www.ni.com>
- [3] Delgado P. (2009) *Avaliação da Segurança Estrutural em Pontes*. Dissertação de Doutoramento, FEUP (submetida).
- [4] Faria R., Oliver, J. (1993) *A rate dependent plastic-damage constitutive model for large scale computations in concrete structures*. CIMNE Monograph 17, Barcelona.
- [5] Faria, R. (1994). *Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão Através de um Modelo de Dano Contínuo*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.
- [6] Menegotto, M., Pinto, P. (1973) - *Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*. IABSE Symp. Resist. Ultimate Deform. of Struct. Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Final Report, Lisbon.
- [7] Vila Pouca, N. (2001). *Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminados em Betão Armado*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.
- [8] Kent, D., Park, R. (1971). *Flexural Members with Confined Concrete*. *Journal of Struct. Div.*, Vol. 97 (7), pp. 1969-1990, ASCE.
- [9] Park, R., et al.(1982) – *Ductility of Square-Confined Concrete Columns*. *Journal of Struct. Div.*, Vol 108 (4), pp. 929-950, ASCE.
- [10] Monteiro, A. (2009) – *Simulação Numérica e Validação Experimental do Comportamento Cíclico de Pilares Ocos de Pontes de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP.